

Estudo experimental *in situ* de paredes em alvenaria do Faial, Açores

Experimental *in situ* testing of masonry walls in Faial, Azores

Alexandre A. Costa⁽¹⁾, António Arêde⁽¹⁾, Aníbal Costa⁽²⁾, Carlos Sousa Oliveira⁽³⁾

⁽¹⁾ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, ⁽²⁾ Universidade de Aveiro, ⁽³⁾ Instituto Superior Técnico, UTL

Abstract

Taking advantage of the existence of a few traditional masonry 1-2 storey buildings abandoned after the 1998 Azores earthquake, several *in situ* tests were performed in various cases. Static cyclic loads were applied at the top level of these buildings, mainly in the out-of-plane direction and in-plane direction in just one case. The behaviour was assessed resorting to a detailed instrumentation system that also contributes to control the hydraulic devices. Description of the test system and presentation of a few results complement this chapter.

1. Introdução

Os estudos experimentais são unanimemente reconhecidos como contributos fundamentais para uma correcta caracterização de elementos estruturais tendo em conta a sua constituição, comportamento, características mecânicas, etc. É de facto assim com todos os tipos de construções, embora para os materiais e técnicas construtivas actuais, essencialmente baseados em betão armado e aço, a informação experimental se possa considerar a um nível muito desenvolvido e estável. Porém, apesar de constituir uma parte muito significativa do parque construído, a construção em alvenaria, e a tradicional de pedra em particular, permanece ainda hoje com um apreciável

déficit de caracterização experimental porquanto é muito dependente da constituição, dos materiais, do processo construtivo e das condições reais de ligação entre diferentes elementos estruturais.

Essa falta de parametrização experimental fidedigna da alvenaria tradicional, conjugada com a grande vulnerabilidade que tem apresentado à recorrência sísmica em vários locais do mundo em geral, e nos Açores em particular, tem levado a um progressivo descrédito das potencialidades dessa técnica construtiva que, apesar desse sério inconveniente, apresenta muitas outras vantagens relacionadas com aspectos físicos da construção (comportamento higratérmico e acústico), ambientais, energéticos e sócio-culturais.

Assim, considerando ainda a importância económica de se atingir padrões de construção sustentável, nomeadamente procurando contrariar a massificação da construção em betão armado e aço com elevados custos energéticos em zonas de edificações de pequeno porte, facilmente se compreende que é da maior relevância a realização de estudos experimentais credíveis e realistas sobre o real comportamento das estruturas tradicionais de alvenaria, em especial nas zonas sísmicas importantes.

É neste contexto que, desde o pós-sismo de 1998 nos Açores, se tem procurado dar um contributo para uma melhor compreensão e caracterização experimental da resposta estrutural de construções de

alvenaria típica açoriana quando exposta a solicitações sísmicas, desde logo através do real impacto do sismo no parque construído.

O sismo ocorrido a 9 de Julho de 1998 no Grupo Central dos Açores afectou fortemente as ilhas do Faial, Pico e S. Jorge. Tendo atingido a magnitude de 6 na escala de Richter, com o epicentro localizado a cerca de 15 quilómetros a Nordeste da Ilha do Faial, danificou cerca de 5000 edifícios dos quais 2100 ficaram destruídos, de um total de 12624 edifícios (INE, 2002). Esta circunstância levou a que, por diversas razões, várias dezenas de construções tradicionais ficassem abandonadas e que, no processo de reconstrução se tenha assistido à introdução de outros processos construtivos menos correntes naquelas ilhas, dos quais se destaca a alvenaria confinada de blocos de betão.

Ficou assim disponível um vasto conjunto de construções danificadas pelo sismo que constituíram potenciais protótipos para ensaios experimentais *in situ* pela aplicação de forças que simulassem a acção dos sismos sobre essas construções. A anuência dos proprietários de três dessas construções em duas freguesias rurais da ilha do Faial, proporcionou a realização de vários desses tipos de ensaios em campanhas experimentais que se iniciaram em 2007, procurando assim contornar a dificuldade de executar modelos físicos em laboratório que reproduzam de modo fidedigno a realidade.

Aproveitando o mesmo sistema de ensaios, têm sido realizados testes também sobre painéis de alvenaria confinada de blocos de betão, a fim de avaliar as suas reais capacidades sismo-resistentes enquanto técnica construtiva em franca difusão naquelas ilhas.

A informação colhida nestes ensaios é essencial, não só para uma melhor percepção do comportamento do tipo de estruturas envolvidas, mas também para permitir calibrar modelos analíticos desenvolvidos para previsão da sua resposta sísmica. Ao longo dos parágrafos seguintes procura-se dar uma visão

global desta iniciativa experimental, dos problemas e condições envolvidas, e do tipo de resultados que vem sendo possível extrair.

2. Enquadramento dos ensaios no estudo do comportamento sísmico

2.1. Ensaios fora-do-plano

2.1.1. Caracterização da acção e comportamento fora-do-plano em painéis de alvenaria

As acções sísmicas induzem uma excitação a partir dos apoios das estruturas que se propaga ao longo da sua altura através dos elementos verticais. Esta acção traduz-se numa excitação da inércia dos diversos elementos constituintes da construção (estruturais ou não estruturais) devido à sua massa, originando as chamadas forças de inércia que deverão ser contrariadas pelos elementos resistentes. Caso tal não seja possível devido às características dos elementos resistentes, o colapso da estrutura ocorrerá de tal forma a atingir o equilíbrio energético de todo o sistema, sendo a energia envolvida obtida a partir da energia cinética, potencial e de radiação associada ao colapso estrutural. No entanto, o equilíbrio terá que ser assegurado igualmente para cada elemento estrutural e sub-estruturas passíveis de formar mecanismos durante a acção sísmica. É neste caso que se encontram normalmente os colapsos associados a painéis de alvenaria, devido à formação de modos locais em determinadas partes de uma estrutura que poderão inclusivamente levar ao seu colapso parcial ou total.

Na Figura 1 encontra-se um pequeno esquema da propagação da acção sísmica desde as fundações às paredes de alvenaria fora-do-plano, com o qual se procura ilustrar melhor o exposto no parágrafo anterior.

As alvenarias tradicionais distinguem-se da alvenaria de blocos essencialmente pelo seu envolvimento no corpo estrutural e pelo modo de rotura, estando o primeiro aspecto normalmente associado a grandes

panos (fachadas, panos a nível de um piso ou entre pisos, etc., como reportado por (D'Ayala *et al.*, 2000) e (Neves *et al.*, 2007)) e o último aspecto relacionado com colapsos locais de paredes que poderão levar ou não ao colapso parcial/total da estrutura, dependendo sobretudo da tipologia estrutural e da sua capacidade de redistribuição.

Salienta-se que, neste contexto, se entende por alvenaria de blocos a alvenaria utilizada nos ensaios experimentais descritos neste trabalho, que é do tipo confinado/resistente, foi realizada recentemente e em que a ligação entre os painéis e os elementos horizontais está devidamente assegurada e confinada por elementos de betão armado, conforme recentemente utilizado na reconstrução da ilha do Faial. Desta forma os mecanismos globais fora-do-plano (como o derrube de fachadas) estão impedidos pelos montantes em betão armado e pelas ligações aos elementos horizontais, ao contrário do que pode acontecer no caso de alvenarias de blocos realizadas sem adequada ligação entre os diferentes elementos horizontais e verticais.

Contudo, e apesar das diversas diferenças existentes entre os dois tipos de alvenaria (blocos e tradicional), ambas exibem comportamentos semelhantes durante acções sísmicas e que poderão ser de três diferentes tipos ilustrados na Figura 2: a) flexão vertical, b) flexão horizontal e c) flexão biaxial. O tipo de flexão gerado pela acção sísmica é condicionado pelas condições de apoio do painel, podendo dar origem a modos locais (colapso de paredes interiores ou de paredes exteriores, mas localizado) ou modos globais se envolver grandes panos da alvenaria resistente.

2.1.2. Mecanismos resistentes das paredes de alvenaria para acções fora-do-plano

Tal como referido, os mecanismos resistentes fora-do-plano nas paredes de alvenaria dependem essencialmente das condições de apoio (tipo de flexão exibida pelo elemento) e do tipo de alvenaria, tendo presente que a alvenaria em causa (não

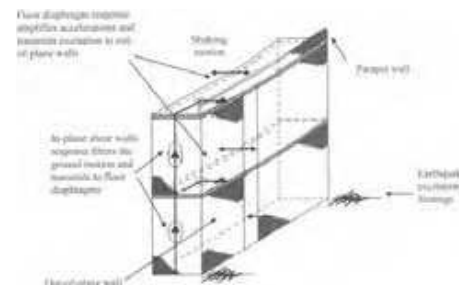


Figura 1
Representação simplificada da resposta sísmica fora-do-plano (Doherty *et al.*, 2002), (Priestley, 1985).

reforçada, e especialmente a alvenaria tradicional) não exhibe resistência à tracção tal como é correntemente considerado em normas e códigos de dimensionamento.

Contudo, o colapso fora-do-plano de panos de alvenaria ocorre na maioria das vezes por instabilidade dos elementos e não por alcance do estado limite último de resistência à flexão (governada pela resistência à compressão da parte comprimida do pano), sendo então a capacidade de acomodação de deslocamentos o parâmetro preponderante na análise do comportamento sísmico.

Tendo em conta os três diferentes tipos de comportamento fora-do-plano (Figura 2) a que um pano poderá estar sujeito, a rigidez e resistência da alvenaria é condicionada por diferentes factores. Assim, para um painel sujeito a flexão vertical, a sua resistência vem controlada pela resistência à compressão da alvenaria e/ou pela satisfação das condições de equilíbrio de cada elemento.

Relativamente à flexão horizontal de um dado painel, dois tipos de fissuras podem ser obtidos: i) fissura em escada, que pode ocorrer numa situação

Figura 2
Comportamento fora-do-plano:
a) flexão vertical;
b) flexão horizontal;
c) flexão bi-axial.

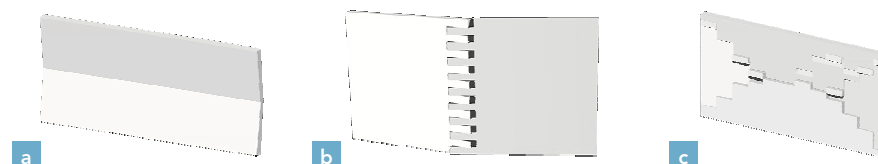


Figura 3
Contribuição de cada elemento a nível das juntas para a resistência bi-axial.

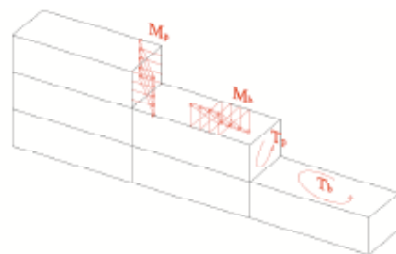
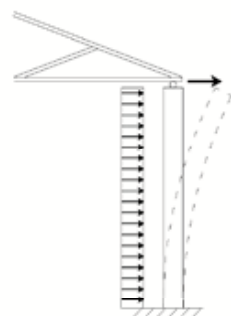


Figura 4
Acção fora-do-plano com efeito do telhado.



de blocos de alvenaria fortes e argamassa fraca; ii) fissura em linha, para o caso de blocos fracos e argamassa forte. No primeiro caso, a resistência do painel é dada essencialmente pela resistência à torção das juntas e está directamente relacionada com o nível de compressão aplicada. No caso de fissura em linha, a resistência máxima vem condicionada pela resistência à flexão dos blocos de alvenaria devido à sua debilidade comparativamente à resistência das juntas.

Finalmente, no caso de flexão biaxial, a resistência máxima de um painel é directamente influenciada pelas condições fronteira (nomeadamente o efeito da parede de retorno ou perpendicular, a restrição de rotações nos lados do painel, etc.), pela relação entre altura e largura da parede, pela resistência à tracção das juntas (se considerada) e pela resistência torsional das juntas. A Figura 3 apresenta uma ilustração esquemática da contribuição de cada parcela para a resistência bi-axial de um painel de alvenaria, onde M_p é a parcela devida à flexão das juntas verticais, M_b a contribuição da flexão das juntas horizontais, T_p a

Parte correspondente à torção das juntas verticais e T_b a parcela da torção das juntas horizontais.

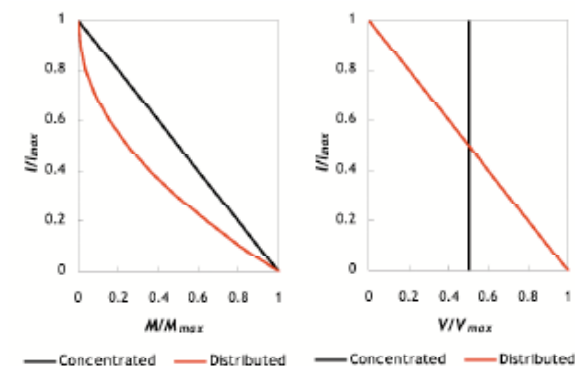
2.1.3. Simulação experimental dos efeitos da acção sísmica

Um dos objectivos de ensaios fora-do-plano em painéis de alvenaria é o de reproduzir correctamente o efeito da acção sísmica. No entanto, devido ao facto de a massa destas paredes estar distribuída ao longo do desenvolvimento e altura do painel, os sistemas de ensaio utilizados em ambientes laboratoriais têm passado pelo recurso a mesas sísmicas, ou então pelo uso de sacos de ar (Griffith et al., 2007) ou água (Mosallam, 2007), a fim de procurar reproduzir as forças de inércia distribuídas em resultado da excitação sísmica.

Contudo, a aplicação de forças concentradas nos painéis também é uma técnica correntemente utilizada, como forma de contornar a complexidade inerente às técnicas anteriormente descritas. Assim, a acção é simulada pela aplicação pontual de cargas de modo a deformar o painel para fora-do-plano, dependendo o número de pontos de carga do tipo de ensaio a realizar. Normalmente é aplicada uma carga linear no caso de flexão vertical, uma ou duas cargas lineares no caso de flexão horizontal e quatro cargas pontuais no caso de flexão bi-axial, tal como utilizado, respectivamente por (Dusi et al., 2007), (Willis et al., 2004) e (Penna et al., 2007).

Acontece porém que as alvenarias tradicionais estão normalmente construídas com deficientes ligações aos elementos horizontais, levando a que na maioria das vezes os panos de alvenaria nas fachadas se comportem como consolas verticais. Estruturalmente, este facto pode ainda ser agravado pelo efeito do telhado que, estando normalmente assente nas paredes verticais, introduz maiores forças de inércia no topo das paredes agravando assim o seu movimento para fora-do-plano tal como esquematizado na Figura 4.

Assim, a aplicação de uma força concentrada no topo (mas distribuída na largura da parede) será uma



a)

b)



a)



b)

representação aproximada do real efeito sísmico, da qual resulta uma distribuição de momentos em altura ligeiramente diferente da que corresponde a uma carga uniformemente distribuída na parede em altura (e em largura). Contudo a distribuição das forças de corte é bastante diferente nos dois casos, como é possível observar na Figura 5 onde se representam as distribuições de esforços (momentos flectores e esforços transversos) para uma carga distribuída unitária e respectivas comparações para o caso de uma força concentrada no topo que é calculada por

forma a obter um momento máximo de derrube na base igual ao da força distribuída.

Note-se que, apesar da distribuição de forças de corte ser muito diferente nos dois casos de carga, o aspecto condicionante para a obtenção de resultados representativos é a igualdade de momentos de derrube na base, visto o colapso ser atingido normalmente por instabilidade do painel quando, no limite, a reacção na base atinge o vértice do bloco, como exemplifica a Figura 6. Nesta figura estão representadas todas as forças actuantes num bloco rígido sem carga axial no topo (telhado ou pavimento, por exemplo), sujeita à força para fora-do-plano que se encontra ilustrada.

Utilizando a Figura 6, é possível estimar a força máxima admissível H_{top} no topo da parede; partindo de uma análise limite em que a condição de forças compatíveis com o equilíbrio do sistema se impõe recorrendo à equação , onde é admitida nula a resistência à tracção das juntas, a força máxima horizontal vem dada pela equação . Nestas equações, h_{top} representa a altura de aplicação da força horizontal H_{top} , W o peso próprio total do painel em estudo e t a sua espessura.

$$M_0 = H_{top} \cdot h_{top} - W \cdot \frac{t}{2} = 0 \text{ (Equilíbrio limite do bloco)} \quad (1)$$

$$\Leftrightarrow H_{top} = \frac{W \cdot t/2}{h_{top}} \quad (2)$$

Ainda a partir da mesma figura e equações, pode ser obtida a envolvente máxima da resposta para deformações laterais. A força máxima, calculada da forma indicada, corresponde a um deslocamento nulo; por seu turno, a força mínima é atingida no limite de instabilidade ($H_{top} = 0$), ou seja, quando a resultante R (admitida no vértice do bloco) se encontrar alinhada com o centro de gravidade do mesmo bloco o que ocorre quando o deslocamento deste atingir $t/2$.

Figura 5

Comparação de efeitos do tipo de carregamento na distribuição de esforços em altura do painel.

a) Momentos flectores

b) Esforços transversos.

Figura 6

Forças actuantes num painel com carga concentrada no topo.

a) Forças actuantes sob deslocamento nulo

b) Forças actuantes sob deformação não nula.

Figura 7

Modos de rotura em alvenaria (Tomazevic, 1999): a) flexão; b) corte-deslizamento; c) corte diagonal.

2.2. Ensaio no plano

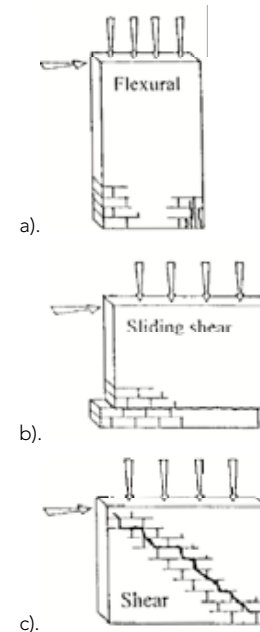
Nesta secção inclui-se uma breve descrição do comportamento plano de painéis de alvenaria de pedra sob acções no seu próprio plano, já que no âmbito da campanha experimental *in situ* aqui referida foi também realizado um ensaio no plano de uma parede de alvenaria tradicional.

A acção sísmica é transmitida aos elementos no seu plano sob a forma de forças de corte, podendo ser simplificadas por uma força concentrada no topo de cada elemento resistente (à semelhança do que é feito para a resposta fora-do-plano). Assim, cada elemento fica sujeito a uma acção vertical (resultante das cargas permanentes a que está sujeito) e também a uma acção horizontal devida à acção sísmica.

No entanto, o comportamento de paredes de alvenaria de pedra no plano é muito condicionado pela sua geometria e pela distribuição espacial dos elementos de maior dimensões. No caso de alvenaria de pedra bem emparelhada e regular, é possível considerar uma resposta semelhante ao de alvenaria de blocos regulares que pode ser dividido em flexão, corte-deslizamento e corte diagonal tal como exemplificado na Figura 7.

No entanto, a alvenaria de pedra nem sempre é muito regular. Assim, o comportamento de uma parede de pedra irregular pode ser dividido em duas fases: uma primeira fase em que o nível de deslocamentos é baixo levando a que o comportamento evidencie apenas o escorregamento das juntas a todos os níveis da parede e se mobilize uma primeira configuração embricada; uma segunda fase em que acontece a destruição daquela configuração levando a que, para outros níveis de deslocamentos, a parede se rearranje formando diferentes configurações embricadas que normalmente são diversas mesmo para ciclos com o mesmo nível de deslocamentos. Isto acontece porque, após perder a configuração inicial, a parede vai abrindo as suas juntas, modificando ao mesmo tempo de volume, levando a que o material mais pequeno se destaque da parede e possibilite

novos embricamentos. No entanto, este processo conduz a uma rápida deterioração da parede pois as modificações nas configurações das pedras não são recuperáveis, levando rapidamente ao colapso.



Este processo descrito acima pode ser acompanhado através da sequência ilustrada na Figura 8 que resultou do ensaio no plano realizado na campanha experimental aqui referida. Observe-se nas Figuras 8-a e 8-b, para os dois sentidos, que o volume embricado nesta fase de deslocamentos permite reconhecer uma linha quebrada diagonal em escada (que se inverte com a inversão do sentido de deslocamento) resultante de escorregamentos horizontais entre pedras e de alguma rotação (rocking) incipiente em torno do pé da parede. Por sua vez, as Figuras 8-c e 8-d dizem respeito a uma gama de deslocamentos maior (2ª fase), evidenciando novos volumes embricados de onde se destacam a heterogeneidade de elementos movidos e modificação no caminho da carga.



a) 1ª fase - deslocamento positivo



b) 1ª fase - deslocamento negativo



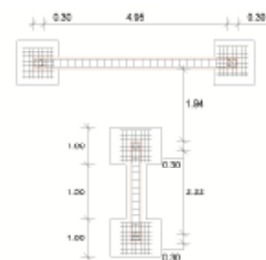
c) 2ª fase – deslocamento positivo



d) 2ª fase – deslocamento negativo

Figura 8
Volumes de embricamento formado em fase distintas do ensaio.

Figura 9
Paredes de alvenaria ensaiadas.



a) planta das paredes de alvenaria de blocos confinada



b) 1º ensaio alv. blocos



c) 2º ensaio alv. blocos



d) 1º ensaio alv. pedra



e) 2º ensaio alv. pedra e blocos



f) 3º ensaio alv. pedra

3. Apresentação e preparação dos ensaios

3.1. Estruturas a ensaiar

A caracterização do comportamento fora-do-plano da alvenaria faialense focou-se nas duas tipologias de alvenaria mais utilizadas nesta ilha: alvenaria de blocos (recente) e alvenaria tradicional de pedra de duas folhas. Para tal, realizou-se uma campanha exploratória de ensaios de 15 a 19 de Maio de 2007 em que foram testadas duas paredes novas de alvenaria confinada de blocos e três paredes existentes de alvenaria tradicional de duas folhas. A Figura 9 inclui algumas imagens relativas a essa campanha de cinco ensaios, nomeadamente as Figuras 9-a, 9-b e 9-c referentes às paredes e blocos de betão confinadas e as Figuras 9-d e 9-e que se reportam aos ensaios numa casa de alvenaria tradicional pobre (onde se

realizou um ensaio misto, i.e. simultaneamente uma parede de alvenaria tradicional de pedra e uma parede de alvenaria de blocos de betão a ser descrito em parágrafos seguintes).

Para além destas paredes ensaiadas fora-do-plano, foi realizado, durante uma nova campanha em Maio de 2008, um ensaio *in situ* no plano de uma parede de alvenaria de pedra irregular de duas folhas, conforme já ficou patente na Figura 8. Neste ensaio, as cargas laterais foram aplicadas no topo da parede e para a carga vertical foi considerando o peso próprio de uma cobertura em madeira (peso simulado de 400 kg) que foi simulado através de massas concentradas no topo da parede. Como reacção foi utilizada a parede em alvenaria de blocos confinada que também tinha sido utilizada na 1ª campanha de ensaios como parede de reacção (Figura 9 a) e b)). As dimensões desta



Figura 10
Ensaio de parede de alvenaria de pedra de duas folhas.

ensaiada parede eram de $2,56 \times 0,70 \times 2,45 \text{ m}^3$, sendo o peso total de 7840 kg, o que dá o peso volúmico de aproximadamente $17,5 \text{ kN/m}^3$ (semelhante ao encontrado por (Costa, 2002)).

3.1.1. Alvenaria confinada de blocos de betão

A alvenaria de blocos de betão confinada com uma cintagem envolvente de betão armado (montantes verticais e cintas horizontais) é, juntamente com as estruturas porticadas de betão armado e paredes de enchimento em alvenaria de blocos, a tipologia estrutural actualmente utilizada de forma corrente na ilha do Faial após o sismo de 1998.

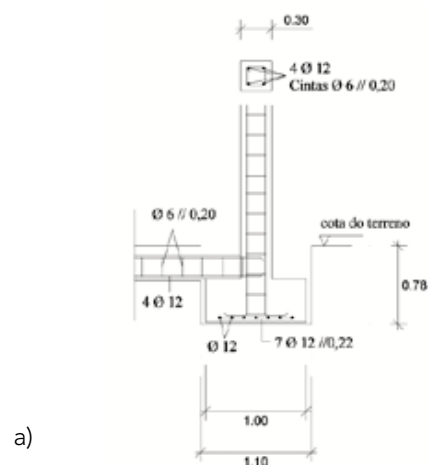
De forma a avaliar o comportamento deste tipo de alvenaria e tornar possível a sua comparação com alvenaria tradicional, foram realizados dois ensaios num painel daquela tipologia, conforme apresen-

tado nas Figura 9 a), b) e c). Trata-se de um painel de alvenaria de blocos regular com juntas argamassadas, com dimensões de $4,95 \times 0,30 \times 1,75 \text{ m}^3$ e confinado por um pórtico de betão armado com vigas-cinta na base e no topo (esta última, betonada após a colocação do painel de alvenaria). Os blocos são de betão com dimensões de $0,4 \times 0,19 \times 0,27 \text{ m}^3$, furados com uma área efectiva de 65% e tanto as vigas como os montantes verticais são de $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$, reforçados com $4\phi 12$ longitudinais e estribos de $\phi 6/0,20$. No final foi executado um recobrimento pouco espesso conforme usado correntemente em construções deste tipo, o que possibilitou a regularização da superfície a fim de facilitar a observação de danos no painel de alvenaria.

Tal como ilustrado na Figura 9 a), foram construídas fundações dos pilares de forma a assegurar o seu

Figura 11

Pórtico confinante:
a) pormenor construtivo;
b) fundações.



a)

encastramento na base. A existência de montantes e cintas de betão armado directamente betonadas contra toda a periferia do painel de alvenaria, permite considerá-lo encastrado nos seus quatro lados. Na Figura 11 apresenta-se os pormenores da construção deste pórtico de betão armado.

O primeiro ensaio tinha o objectivo de estudar o comportamento conjunto do pórtico de betão armado e painel alvenaria confinada sob uma carga horizontal no topo, simulando o efeito da massa inercial de um pavimento superior. No entanto, e devido ao comportamento em "rocking" do provete com formação de rótulas plásticas nos pilares na ligação à fundação neste primeiro ensaio, o painel de alvenaria não acumulou dano.

Sendo assim, procurou-se simular a excitação para fora-do-plano do próprio painel de alvenaria através da aplicação de uma carga distribuída na sua zona central, garantindo restrição de deslocamentos no topo do pórtico para fora-do-plano mediante a amarração do pórtico à parede de reacção através de um elemento metálico (Costa *et al.*, 2007); esta configuração permitiu assim realizar o 2º ensaio.



b)

3.1.2. Alvenaria tradicional de pedra

Tendo surgido a possibilidade de ensaiar habitações existentes que colapsaram parcialmente (coberturas e/ou pavimentos) durante o sismo de 9 de Julho de 1998, ficaram disponíveis potenciais elementos para a correcta caracterização do comportamento fora do plano de alvenaria tradicional de pedra de duas folhas. Foram então identificadas duas casas para possível estudo e análise da resposta das suas paredes a acções fora-do-plano.

A primeira casa (Figura 9 d) e e)) situa-se na freguesia de Salão e é estruturalmente constituída por alvenaria de pedra argamassadas de duas folhas no corpo principal e alvenaria de blocos num pequeno anexo, tal como se pode visualizar na fotografia incluída na Figura 9 e), na planta estrutural ilustrada na Figura 12 a) e na montagem virtual 3D representada na Figura 13 a). Trata-se de uma casa térrea possuindo uma parede cega de tardoz e outra parede de fachada com algumas aberturas, com uma altura média de 2.45 m até ao nível da antiga cobertura.

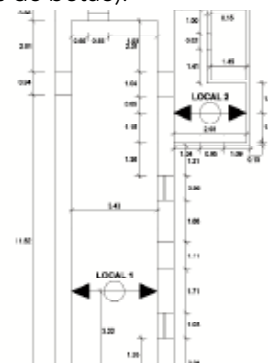
A segunda construção identificada para ser ensaiada encontra-se na Canada do Sousa, situada próximo da entrada nascente da povoação dos Cedros. É uma construção típica da zona, realizada com pedra bem aparelhada e materializando paredes de alvenaria de duas folhas. Apresenta cunhais de "cantaria bem imbricada" com "camas" formando

fiadas horizontais onde alternam pedras de grandes dimensões segundo o alinhamento da parede com outras pedras (ligadores ou juntouros) que ligam as duas folhas das paredes (Figura 9 f)). Trata-se de uma casa de dois pisos com altura total de 5.0 metros, rés-do-chão amplo (usualmente destinado a estábulos ou armazém agrícola) e primeiro andar de habitação com escadas de acesso pelo exterior. A parte inferior apresenta duas portas e uma grande abertura que quebra a simetria da fachada a esse nível (ver Figura 13 c)), certamente para dar acesso a algum veículo de maior largura; na parte superior a fachada apresenta três janelas em disposição simétrica (Figura 12 b)). Lateralmente, a casa tem empenas praticamente “cegas” com forma triangular na parte da cobertura, pelo que esta é realizada por duas águas correndo no sentido das fachadas principal e de tardoz. A moradia encontra-se parcialmente enterrada uma vez que o terreno se eleva na parte posterior, contribuindo como factor muito importante para uma maior resistência desta parede comparativamente à da fachada principal.

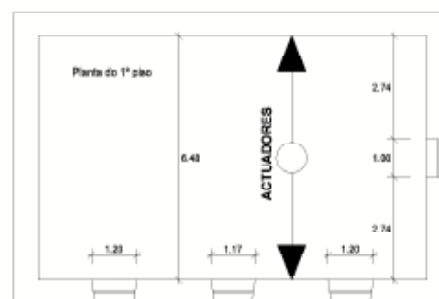
Realizada em traquito vulcânico da região, trata-se de um tipo construtivo de pedra sobre pedra (junta seca) sem qualquer ligante que funciona por acção gravítica e não apresenta qualquer tipo de revestimento nem por fora nem por dentro. Tendo por base a prática construtiva tradicional daquela região rural, a estrutura do pavimento seria provavelmente constituída por barrotes de madeira com pranchas de soalho. A cobertura (embora já não presente) devia ser constituída por barrotes de madeira apoiados em paredes-mestras dando apoio a telhas tipo canudo (provavelmente originárias da ilha da Graciosa, como é habitual na região). Apenas foi possível visualizar indícios de argamassa de assentamento das telhas na lição destas às paredes.

Nas plantas estruturais das casas ilustradas na Figura 12, inclui-se também a implantação do sistema de ensaio de forma a permitir ver mais precisamente os nêmbos ensaiados durante a campanha de ensaios

realizada. Na Figura 12 a), em particular, a indicação de local 1 refere-se ao 1º ensaio (apenas sobre alvenaria tradicional) enquanto que o local 2 corresponde ao 2º ensaio (que envolveu alvenaria tradicional e de blocos de betão).



a) Casa do Salão



b) Casa da Canada do Sousa

Figura 12
Planta estrutural das casas
ensaiadas e posicionamento
do sistema de ensaio.

3.2. Metodologia e preparação dos ensaios

3.2.1. Requisitos e esquema de ensaio

A metodologia e sistema de ensaio a seleccionar teriam que satisfazer simultaneamente vários requisitos devido a três factores principais: alvenaria a ensaiar com diferentes características (regular de blocos *versus* tradicional de pedra); diferentes locais de ensaio; dois tipos de ensaio distintos (no plano e fora do plano). Uma descrição detalhada do sistema

Figura 13
Sistema de actuação *in situ*.
Montagens virtuais 3D e
fotografias.



a). Casa do Salão – Ensaios 3 e 4



c) Casa na Canada do Sousa – Ensaio 5



b) Foto *in situ* (Ensaio 3)



d) Foto *in situ* (Ensaio 5)

adoptado pode ser encontrada em (Costa et al., 2007) e (Arêde et al., 2007), retendo-se aqui apenas os aspectos mais relevantes.

i) Ensaios fora-do-plano

Tal como descrito nas referências apresentadas, o sistema de ensaio baseou-se na utilização do par acção-reacção recorrendo às paredes de cada fachada paralelas entre si, conforme é possível depreender da observação da Figura 13. Nesta figura é visível a posição dos actuadores nos diversos locais de ensaio e permite ter a percepção dos meios auxiliares de acesso que foi necessário instalar para colocar os actuadores e toda a instrumentação nas posições desejadas (Figura 13 b) e d)).

Conforme facilmente se depreende, este sistema de actuação permite de uma forma simples ensaiar simultaneamente duas paredes em vez de apenas uma, aumentando assim o volume de resultados disponíveis para uma melhor caracterização dos diversos casos de estudo. Por outro lado, inviabiliza o ensaio até ao colapso de uma das paredes, já que apenas a mais fraca pode ser levada até à rotura. Trata-se no entanto de uma boa solução de compromisso que evita a necessidade de envolver outros meios de reacção horizontal *in situ* porventura demasiado pesados e caros.

De acordo com o já referido no ponto 3.1.1. para as paredes de alvenaria confinada, a aplicação da carga para fora-do-plano no topo parede foi ini-

cialmente admitida e realizada no ensaio 1, tirando partido da reacção na parede perpendicular (Figura 9 a)). Contudo, tais condições de ensaio não são totalmente realistas já que a carga vertical proveniente de um piso não estava presente e o seu efeito seria potencialmente significativo numa parede de alvenaria confinada. Assim, o comportamento do elemento ensaiado acabou por envolver “rocking”, activando essencialmente a deformação do pórtico de betão armado (para fora do seu plano) praticamente sem mobilizar a resistência da alvenaria. Embora possa ter alguma contrapartida real, por simular o comportamento fora do plano de um painel de alvenaria confinada de uma empena não travada no topo (nem sujeita a cargas verticais importantes, como pode acontecer nas empenas que não recebem estruturas da cobertura nem de piso), este ensaio tem pouco relevo para o estudo da resposta da alvenaria, pelo que não é mais detalhado nos parágrafos seguintes.

No ensaio 2 o esquema utilizado para ensaiar o painel de alvenaria de blocos com carga distribuída, apresentado na Figura 9 c), possibilitou a uma introdução da carga com distribuição numa área de $1.2 \times 1.2 \text{ m}^2$ com recurso a barrotos de madeira, configurando assim uma simulação próxima da realidade sob acções sísmicas, conforme se descreve em 4.1.

ii) Ensaios no plano

Para o ensaio no plano, o sistema de ensaio utilizado foi semelhante ao descrito anteriormente. As únicas diferenças constaram na forma de aplicação da carga, que envolveu um cabeçote metálico a abraçar o topo da parede, mas com o mesmo esquema de montagem utilizado anteriormente. A Figura 8 já apresentada exhibe o esquema de ensaio utilizado para realizar o teste no plano da parede de alvenaria.

3.2.2. Sistema de actuação e de monitorização

i) Ensaios fora-do-plano

Conforme se depreende das fotografias incluídas na Figura 13, o sistema de actuação envolveu a utilização de dois actuadores com curso máximo de $\pm 125 \text{ mm}$ e força máxima de 100 kN em tracção-compressão, acoplados entre si pela parte posterior e portanto actuando em sentidos opostos. A vantagem desta montagem reside no facto de permitir uma duplicação do curso disponível em cada actuador, ficando assim com um total de deslocamento de $\pm 250 \text{ mm}$.

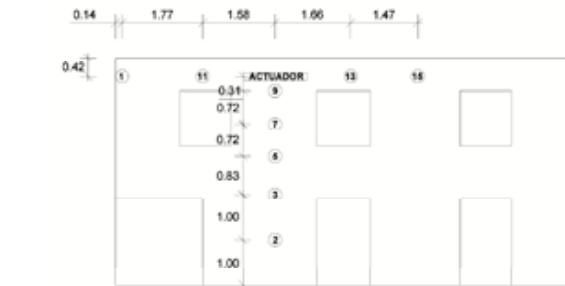
O accionamento dos actuadores foi feito com recurso a uma central hidráulica de pressão, equipada com uma válvula eléctrica direcciona que permite controlar o sentido do movimento e uma válvula proporcional de pressão que possibilita o comando eléctrico da força aplicada. O controlo é feito remotamente através de uma placa de aquisição NI-USB-6211 da National Instruments e um computador portátil onde corre o programa de controlo e registo de dados.

Devido ao facto de ser necessário uma rápida instalação do sistema de monitorização e em face da grande quantidade de informação que poderia resultar do sistema de ensaio descrito anteriormente (onde estariam a ser testadas duas paredes e a respectiva envolvente), foi feita uma adequada selecção do sistema e dos pontos de monitorização.

Assim, ao longo dos vários ensaios, optou-se por monitorizar os deslocamentos de um conjunto de pontos dispostos segundo uma configuração em T em cada parede, onde pelo menos três pontos estariam colocados na horizontal, acrescidos de (no mínimo) outros dois na vertical do eixo do nêmo a ensaiar. Para a casa de um só piso, esta opção per fez um total de dez transdutores de deslocamentos. A acrescentar a estes, foi incluído ainda outro transdutor de deslocamentos acoplado ao sistema de actuação (conforme se descreve mais adiante) de forma a controlar o seu movimento. Adicionalmente, foram utilizados mais

Figura 14
Sistema de monitorização:
a) pontos monitorizados na
casa da Canada do Sousa;
b) DWPTs.

quatro transdutores com o objectivo de monitorizar outros pontos específicos nas diferentes estruturas ensaiadas.



a)



b)

Na Figura 14 a) é possível observar os pontos monitorizados para a casa da Canada do Sousa, que envolveu mais pontos por ter dois pisos, possibilitando assim a obtenção de ainda mais informação. Os medições dos deslocamentos foi feita com recurso a transdutores de posição de fio (Figura 14 b)), conhecidos como *Draw Wire Position Transducer* (DWPT) da marca Waycon, e foram seleccionados devido à sua grande amplitude de deslocamentos (máxima de ± 312.5 mm com os transdutores de maior curso) e à facilidade de ligação aos pontos a medir assim como aos referenciais fixos.

Figura 15
Pontos de monitorização
para o ensaio no plano.

A leitura da força aplicada às paredes foi realizada através de uma célula de carga da marca AEP Transducers de 200kN de capacidade em tracção-compressão. A maior capacidade da célula em relação à dos actuadores deve-se ao facto de no sentido do avanço dos eixos, estes actuadores de duplo efeito possuem maior capacidade do que no recuo. Dado que o sistema funciona por acção-reacção entre paredes opostas, a força aplicada numa parede será equilibrada pela outra, pelo que bastou incorporar uma célula de carga próximo do sistema de actuação.

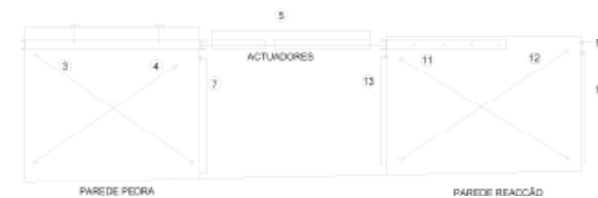
ii) Ensaios no plano

O sistema de actuação e monitorização utilizado para este ensaio foi o mesmo utilizado para os ensaios fora-do-plano, variando apenas os pontos monitorizados, apresentados na Figura 15 com a numeração de 1 a 15.

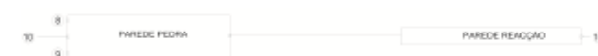
Com este esquema de monitorização procurou-se captar as deformações de corte, flexão e *rocking* passíveis de ocorrer num elemento deste género.



a) vista anterior



b) vista posterior



c) vista superior

4. Apresentação e discussão dos resultados

4.1. Ensaios fora-do-plano

4.1.1. Alvenaria de blocos confinada

Os resultados apresentados são relativos ao 2º ensaio (força distribuída a meio do painel), considerado o mais representativo dos dois ensaios efectuados, que simulou correctamente o comportamento exibido por painéis apoiados nas suas extremidades, como é possível observar pelas linhas de rotura apresentadas na Figura 16 onde se ilustra o estado final degradado do painel.

A partir do padrão de fendilhação exibido na Figura 16 constata-se que o painel de alvenaria estava devidamente ligado aos elementos confinantes de tal forma que as linhas de rotura se localizaram ao nível do eixo de rotura horizontal (meia altura do painel), propagando-se até aos vértices não só a partir das juntas de argamassa mas maioritariamente através dos blocos de alvenaria. De facto as linhas de rotura obtidas são semelhantes às apresentadas por (Griffith *et al.*, 2007) onde foi utilizada uma carga uniformemente distribuída em painéis de alvenaria resistente e condições de apoio semelhantes na vertical e simplesmente apoiado na base e topo.

Na Figura 17 apresenta-se o diagrama da força total *versus* deslocamento de referência para a parede em questão; a força corresponde ao valor lido na célula de carga e o deslocamento corresponde ao centro geométrico do painel (coincidente com o ponto de aplicação da força concentrada na estrutura de distribuição da carga (Costa *et al.*, 2007)).

A partir do gráfico apresentado é possível inferir que a força máxima resistente do painel foi 110 kN para um nível de deslocamento de 45 mm ($\approx t/6.5$, onde t é a espessura do painel), correspondente a uma força de inércia originada por uma aceleração máxima de 2.43 g actuando de modo uniforme em toda a massa do painel (nela incluindo também a



Figura 16

Alvenaria de blocos confinada: padrão de fendilhação obtido no final do ensaio 2.

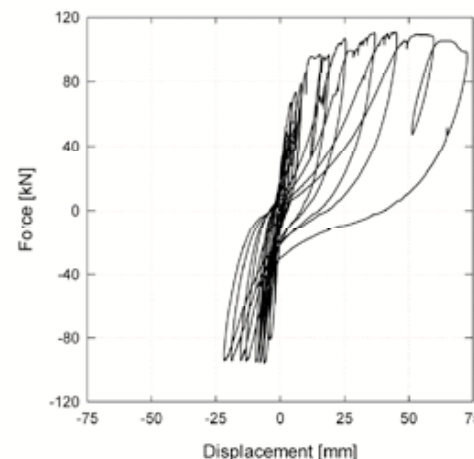


Figura 17

Alvenaria de blocos: Força total vs. Deslocamento de referência (meia altura).

massa do pórtico confinante). O valor obtido (2.43 g) pode ser considerado muito positivo, embora a amplificação da acção sísmica para paredes de alvenaria de enchimento/confinada na direcção “fora-do-plano” em edifícios porticados correntes possa ser muito significativa.

De facto, adoptando a expressão proposta por (Priestley *et al.*, 2007) para quantificação do coeficiente de amplificação da acção (S_0):

$$S_0 = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{T_0}{T_E}\right)^2 + 4 \cdot \xi_0 \cdot \left(\frac{T_0}{T_E}\right)^2}} \quad (3)$$

onde T_0 é o período de vibração fora-do-plano do elemento e T_E é o período fundamental de vibração da estrutura principal, e admitindo um hipotético amortecimento viscoso $\xi_0 = 10\%$ para movimento fora-do-plano, o coeficiente de amplificação pode atingir valores de 5 relativamente à acção na base.

Importa realçar que os resultados obtidos também foram condicionados pelo sistema de ensaio, pois devido às diferentes capacidade de força em avanço e recuo, a força máxima obtida em tracção não superou os 95 kN inviabilizando assim a obtenção de ciclos de carga simétricos.

Apesar de o nível de deslocamentos atingido não alcançar 150 mm ($t/2$), poder-se-á considerar significativa a capacidade de deslocamentos fora-do-plano mobilizada sem ocorrência de colapsos parciais do painel. O tipo de fenda obtido foi maioritariamente *em linha*, característico de alvenaria constituída por argamassa forte/blocos fracos, para um deslocamento máximo de 75 mm ($t/4$) e uma degradação da força máxima apenas cerca de 15%. O ensaio não prosseguiu para um nível de deslocamentos maior por não ser muito necessário nem representativo pois, para painéis de alvenaria confinados com cargas verticais (como os de habitações), o efeito *P*- poderá levar ao colapso do painel por instabilidade após ter sido atingido o pico de resistência (se a resistência à compressão da zona comprimida não for atingida antes, como explicado em 2.1.2.).

4.1.2. Alvenaria de pedra

i) Casa do Salão – Ensaio 3

O primeiro ensaio apresentado relativo a habitações realizadas em alvenaria de pedra diz respeito ao primeiro efectuado na casa do Salão (ensaio 3 no total), onde foram ensaiados nembos de alvenaria de pedra de duas folhas.

Conforme já referido em parágrafos anteriores, o sistema adoptado possibilitou o ensaio das paredes de fachada e de tardo em simultâneo. Tal como apresentado na Figura 13 a) e b), estas paredes eram bastante diferentes, tendo a de fachada diversas aberturas no seu desenvolvimento, enquanto que a de tardo era contínua sem aberturas. Além disso, a cota do terreno nesta parede encontrava-se a meio da altura desta, reduzindo assim a altura útil da parede. Estes aspectos aparecem naturalmente reflectidos nos resultados que seguidamente se apresenta e discute.

Os resultados obtidos durante o ensaio estão representados sob a forma do diagrama Força versus Deslocamento do topo, apresentados na Figura 18. De referir que os deslocamentos se consideraram positivos no sentido do movimento para o exterior da parede de fachada (referencial global) e a força positiva no mesmo sentido, isto é, para forças de compressão na célula de carga. No referido diagrama está incluída a resposta da parede de fachada a traço contínuo e a da parede de tardo a traço interrompido.

A força máxima atingida foi de aproximadamente 10kN para um nível de deslocamento de 60 mm ($t/10$, onde t é a espessura da parede), equivalente a uma força distribuída de 8.16 kN/m² no painel ensaiado de acordo com a Figura 4. De forma a ser possível estimar o valor de aceleração necessária para atingir esse nível de força, admite-se a hipótese de que o nembro ensaiado foi o único que contribuiu para a obtenção de tal resistência máxima. Esta hipótese é questionável porque a contribuição das padieiras foi significativo, conforme se pode observar nos perfis de

deslocamentos máximos incluídos na Figura 19, pelo que não deveria ser de desprezar. No entanto, em face da sua reduzida massa face à da parede, foi ainda assim admitida a referida hipótese com vista apenas a ter uma ordem de grandeza daquela aceleração.

O nembro ensaiado, com as dimensões de $1.90 \times 0.66 \times 2.45 \text{ m}^3$ e, considerando o peso volúmico de 18.0 kN/m^3 obtido por (Costa, 2002) a partir de ensaios laboratoriais em provetes deste género, teria um peso aproximado de 55.3 kN . A aceleração necessária (no nembro e não na base) para atingir a resistência máxima seria de $0.18g$, que é um valor bastante baixo e fácil de obter com excitações sísmicas moderadas-altas.

Relativamente ao comportamento do nembro ao longo do ensaio, verificou-se uma significativa capacidade de deslocamentos fora-do-plano mas com reduzida resistência. Além disso, a dissipação de energia foi baixa até ser atingida a resistência máxima, embora a energia dissipada tenha aumentando bastante pela “abertura” do ciclo histerético no sentido positivo que teve como consequência imediata uma perda de resistência progressiva nos ciclos seguintes (15% no sentido negativo e 30% no positivo). Além disso, o nível de deslocamentos residuais pós pico é elevado, resultante da elevada degradação do nembro, agravando cada vez mais o efeito *P*- nas excitações seguintes. Em termos médios registou-se uma degradação de resistência na ordem dos 10-15% entre ciclos para o mesmo nível de deslocamento.

A Figura 18 permite constatar também que a parede de tardo serviu como elemento de reacção, permanecendo praticamente em regime elástico, embora com pequenas fissuras e alguma deformação.

Fazendo uso de toda a monitorização realizada durante o ensaio, foi possível desenhar uma deformada 3D dos nembros ensaiados e da envolvente, apresentando-se os resultados na Figura 19 para os deslocamentos máximos atingidos. Os pontos medidos estão representados na Figura 20 assinala-

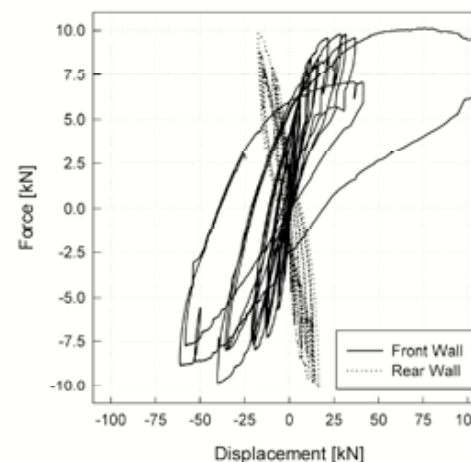


Figura 18
Alvenaria de pedra – Casa do Salão (Ensaio 3): Força vs. Deslocamento topo.

dos pelos pontos azuis. Além disso, de forma a ser possível uma melhor interpretação da zona mobilizada de parede, na Figura 19 e para o desenvolvimento de 4.9 m , incluem-se também dois pontos adicionais representativos da parede perpendicular que terá exibido deslocamentos muito próximo de zero (não foram medidos, mas não houve sinais de qualquer deslocamento digno de nota).

Figura 19

Deformada 3D para deslocamentos máximos: a) positivo (110 mm); b) negativo (-60 mm).

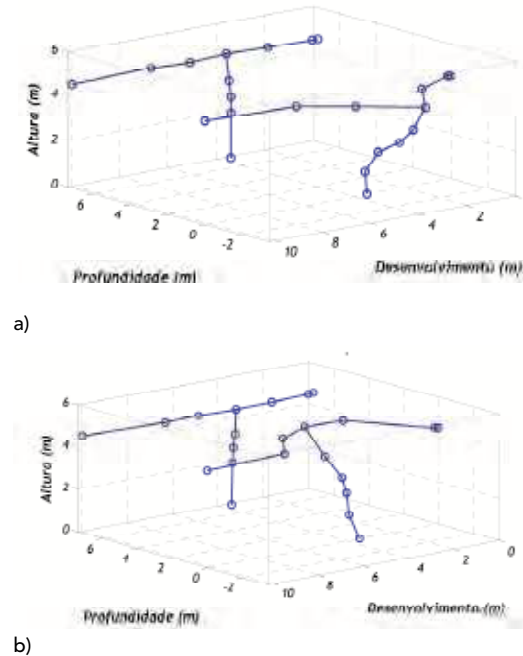


Figura 20

Referencial e pontos de medida.



O movimento do bloco foi em flexão com participação maioritária do nêmo ensaiado mas sem concentração de deformações em partes deste. No entanto, a mobilização das padieiras contíguas

também foi significativa, especialmente para o deslocamento máximo no sentido positivo, onde ocorreu uma rotação significativa na padieira conforme se pode observar na Figura 19 através dos dois pontos monitorizados. Os deslocamentos da parede de tardoz foram reduzidos e com mobilização praticamente uniforme na zona ensaiada.

ii) Casa da Canada do Sousa – Ensaio 5

A casa da Canada do Sousa permitiu compreender melhor o comportamento do nêmo ensaiado e a interação com a envolvente. Utilizando o sistema de ensaio já referido e a monitorização apresentada na Figura 14 a) (com idêntica instrumentação na parede de tardoz), os resultados foram variados e interessantes.

Assim, apresenta-se na Figura 21 o diagrama Força versus Deslocamento do ponto de aplicação da força para esta casa, bem como a envolvente máxima esperada para este ensaio, obtido a partir da formulação apresentada em 2.1.3. e com os valores finais de:

$$d = 0 \text{ m} \rightarrow H_{\text{exp}} = 9.1 \text{ kN}; \quad d = d_{\text{máx}} \rightarrow H_{\text{exp}} = 0 \text{ kN}$$

A linha definida por estes 2 pontos corresponde à máxima resposta esperada a partir de uma análise limite de equilíbrio de um bloco rígido, apresentada a cor vermelha na figura seguinte.

A parede apresentou muito boa dissipação de energia acompanhada de perda de rigidez ao longo do ensaio que se torna muito acentuada a partir de cerca de 5mm de deslocamento, ou seja cerca de 0,1% de *drift* total. Em termos de resistência verifica-se que começa a haver degradação a partir de 50-60mm ($t/10$), ou seja em torno de 1,2% de *drift*. O andamento da curva envolvente da resposta indicia uma tendência muito forte para rápida perda de resistência, de tal modo que, uma mera extrapolação esboçada dessa envolvente sugeriria o anulamento total de resistência para deslocamentos da ordem de 100 a 120mm ($t/6$ ou 2.5% *drift*). A análise limite de equilíbrio permitiu estimar correctamente a envolvente máxima, conforme se observa na Figura 21.

Para evitar o colapso da estrutura, as forças e deslocamentos aplicados não se aproximaram de valores críticos, embora fosse notória a perda de resistência da parede de fachada. No entanto, de forma a procurar averiguar se, pelo menos de forma tendencial, se mobilizam as condições de funcionamento assumidas inicialmente para prever a resposta limite do nêmo mais solicitado, apresentam-se na Figura 22 os perfis vertical e horizontal de deslocamentos associados ao máximo atingido durante o ensaio; tal como na figura anterior, considera-se positivo o deslocamento das paredes para o exterior.

Através da Figura 22 a) é então possível observar que, conforme se supôs, houve realmente mobilização total da zona do nêmo ensaiado, pois existiram deslocamentos desde o piso térreo e não somente a partir do 1º piso. O perfil de deslocamentos vertical apresenta evoluções distintas entre o sentido positivo e negativo, apesar de o valor máximo (próximo do ponto mais solicitado) ser de idêntica grandeza. Conjugado com a observação do perfil horizontal da Figura 22 b), percebe-se que o movimento de aproximação entre as paredes fica mais restringido do que o afastamento entre as mesmas, por clara influência da parede ortogonal adjacente. Isto justifica também o andamento marcadamente assimétrico do diagrama ilustrado na Figura 21, onde o efeito da parede de retorno é significativo. Tal não seria tão pronunciado se a resistência ao corte das juntas fosse elevada mobilizando parcialmente a parede de retorno devido à força de atrito daí resultante, como demonstrado por (De Felice *et al.*, 2001). Percebe-se então que, no movimento para o exterior a perda de rigidez da parede da fachada manteve-se ainda na descarga enquanto a abertura de juntas no cunhal não foi anulada; quando tal aconteceu, a rigidez da parede ortogonal da empena foi então fortemente activada surgindo assim o correspondente efeito bem marcado no diagrama força-deslocamento. Além disso, a variação brusca de pendente no perfil vertical (Figura 22 a) no sentido da aproximação entre paredes

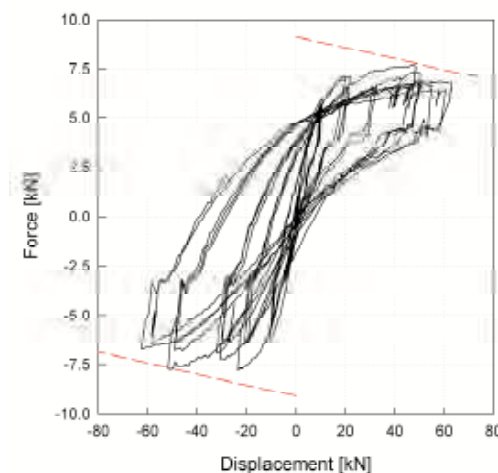
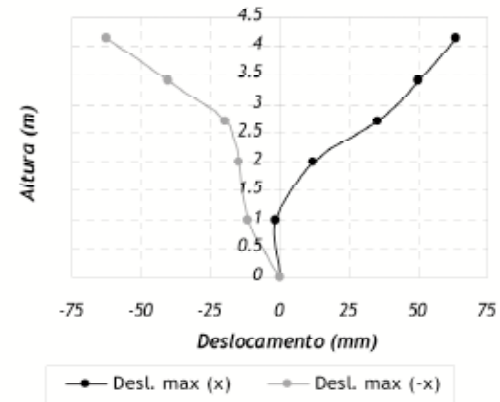


Figura 21
Casa da Canada do Sousa
(Ensaio 5): Força vs. Deslocamento topo.

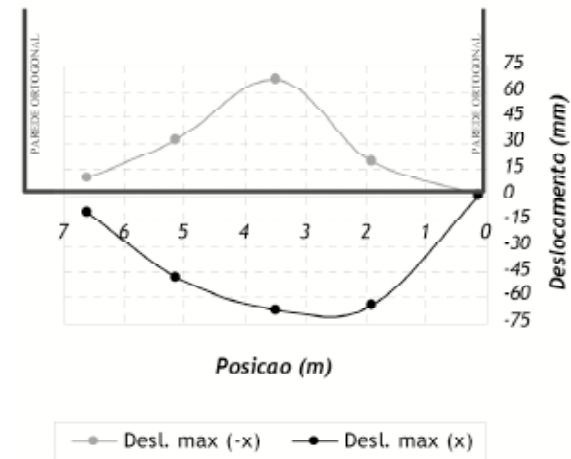
deverá estar relacionada com a redução de rigidez que ocorre na transição para a zona das janelas.

As ilações inferidas anteriormente podem ser observadas também na Figura 23, onde as deformadas 3D para os níveis de deslocamentos máximos são apresentadas. É possível ainda observar que os deslocamentos na parede de tardo foram muito reduzidos, funcionando realmente como parede de reacção, e que das padieiras adjacentes foram mobilizadas sem induzir movimentos do nêmo seguinte (transdutor 15 da Figura 14).

Figura 22
Perfil de deslocamentos na
parede de fachada.

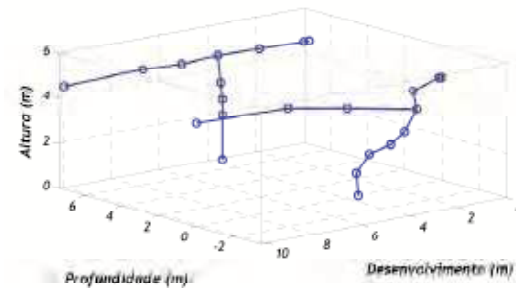


a) Deslocamento vertical no alinhamento da força

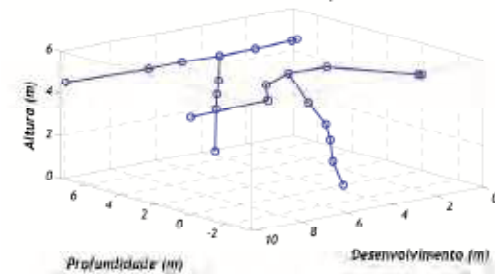


b) Horizontal, próximo do nível do actuador

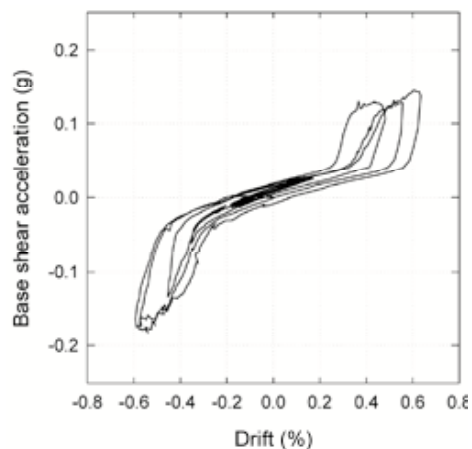
Figura 23
Deformada 3D para deslo-
camentos máximos.



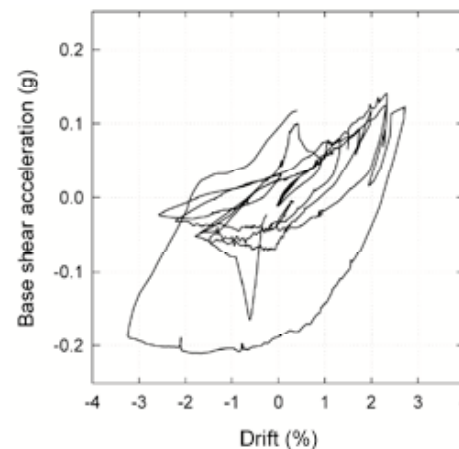
a) Positivos (60 mm)



b) Negativos (-60 mm).



a) 1º nível de deslocamentos



b) 2º nível de deslocamentos

4.2. Ensaio no plano

Os resultados obtidos no ensaio realizado no plano são aqui apresentados de uma forma sucinta mas clara, pois pelo andamento do diagrama força versus deslocamento é possível entender e caracterizar o comportamento do elemento ensaiado sob as ações horizontais no plano. Assim, e conforme mencionado anteriormente no ponto 2.2., o comportamento pode ser dividido em duas fases, no presente caso até e após 0.6% de *drift*, estando cada fase representada na Figura 24 a) e na Figura 24 b), respectivamente; nas duas figuras as escalas horizontais são diferentes de forma a mostrar mais claramente os resultados para a 1ª fase. A Figura 25 exibe o diagrama histerético completo desta parede durante o ensaio. Em todas as figuras as abcissas exprimem valores do drift e as ordenadas vêm dadas em termos de aceleração equivalente à força mobilizada, à semelhança do que foi feito para resultados dos outros ensaios.

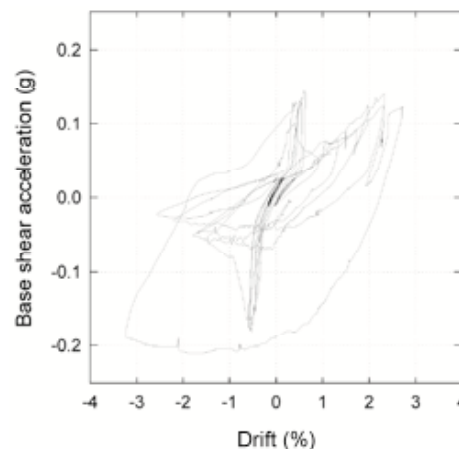


Figura 25

Ciclo histerético completo.

Conforme é possível observar pelas figuras anteriores, a resistência máxima atingida por esta parede (ainda com integridade aceitável) foi bastante baixa (0,18 g), o que traduz um valor facilmente atingível através de uma excitação sísmica moderada. O valor máximo absoluto de resistência (0,21 g) foi atingido

já no final do ensaio, quando a parede já estava completamente desagregada e um novo embricamento pela base originou esse valor. De realçar que o fim do ensaio ocorreu com o colapso parcial de uma das folhas após ter sido atingida essa força, não se considerando então a resistência máxima deste elemento de 0,21 g mas sim de 0,18 g.

O comportamento da parede na 1ª fase pode ser considerado de puro corte-embricamento, onde a integridade desta foi mantida. Após atingir o drift de 0.6%, esta começou a perder os seus constituintes mais pequenos levando a rearranjos e modificações do comportamento para puro embricamento. Além disso, a energia dissipada por esta parede foi baixa até ser atingido o deslocamento máximo do ensaio (drift = -3.4%), ocasião em que dissipou muita energia logo seguida de colapso parcial.

Observando com mais detalhe a Figura 24 a), é possível ainda concluir que, para uma gama de deslocamentos de -0.2% a 0.2% de drift, a parede teve deslizamento puro, até embricar e ganhar resistência, um comportamento que está relacionado com a reduzida resistência ao corte das juntas.

5. Conclusões

Este capítulo procurou exemplificar o recurso a ensaios experimentais para caracterizar o comportamento da alvenaria Faialense, além de realçar a possibilidade encontrada em realizar ensaios experimentais *in situ* sob construções existentes. Além disso, foram realizados dois diferentes tipos de análises, mais concretamente para estudar o comportamento no plano e fora-do-plano, tendo o último assumido maior relevância nas campanhas experimentais realizadas até então.

Por outro lado, e pese a inúmera quantidade de informação disponível com estes ensaios, procurou-se mostrar os aspectos mais relevantes retirados desta campanha experimental e mostrar a mais valia que ensaios *in situ* poderão ter para a ciência e inves-

tigação futura, sendo uma ferramenta muito útil e poderosa na correcta caracterização do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria de pedra. De facto, toda esta informação abre caminho a uma melhor calibração de modelos numéricos que podem ser usados na simulação da resposta estrutural deste tipo de estruturas, aumentando assim as “defesas” disponíveis contra sismos, ou seja, possibilitam a abertura de portas para uma correcta construção/reabilitação sísmo-resistente.

Como uma nota final, todas as estruturas realizadas demonstraram que um dos grandes problemas deste tipo de construções é a sua heterogeneidade e funcionamento separado de cada elemento, ou seja, o problema de não existir um elemento só mas vários elementos interligados entre si, levando a um comportamento caracterizado essencialmente por desintegração do elemento e não obtenção da sua capacidade máxima resistente.

Agradecimentos

Os autores expressam o seu agradecimento ao Delegado da Secretaria Regional da Habitação e Equipamento no Faial, Dr. João Bettencourt e ao Presidente da SPRHI, S.A., Eng. Fernando Nascimento e ao Sr. Constantino, técnico fiscal da Secretaria Regional da Habitação e Equipamento no Faial pelo apoio concedido e por todos os meios postos à sua disposição e sem os quais este trabalho não poderia ser desenvolvido.

À Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) que apoiou a realização deste estudo através do Programa Plurianual.

Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa agradece o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (Bolsa SFRH/BD/38138/2007).